



CONCEPTOS GENERALES DE LA MECÁNICA DEL SUELO

JUAN PÉREZ VALCÁRCEL

Catedrático de Estructuras

E.T.S.A. de La Coruña



INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DEL SUELO

- **Conceptos generales.**
- **Propiedades físicas.**
- **Propiedades mecánicas.**
- **Empujes.**

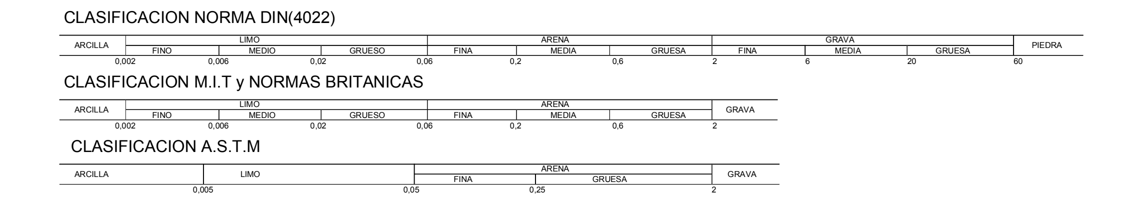


CLASIFICACIÓN DE SUELOS

CARACTERÍSTICAS ORGANOLÉPTICAS

Gravas	Partículas visibles y gruesas $2 mm
Arenas	Partículas visibles y finas < 2 mm
Limos	Partículas no visibles y tacto áspero
Arcillas	Partículas no visibles y tacto suave

CLASIFICACIONES NORMALIZADAS DE SUELOS





DIFERENCIAS ENTRE GRAVAS Y ARENAS

Gravas (>2 mm)

Los granos no se apelmazan aunque estén húmedos, debido a la pequeñez de las tensiones capilares.

Cuando el gradiente hidráulico es mayor que 1, se produce en ellas flujo turbulento.

Arenas (entre 0,006 y 2 mm)

Los granos se apelmazan si están húmedos, debido a la importancia de las tensiones capilares.

No se suele producir en ellas flujo turbulento aunque el gradiente hidráulico sea mayor que 1.

DIFERENCIA ENTRE ARENAS Y LIMOS

Arenas (entre 0,06 y 2 mm)

Partículas visibles.

En general no plásticas.

Los terrenos secos tienen una ligera cohesión, pero se reducen a polvo fácilmente entre los dedos.

Fácilmente erosionadas por el viento.

Fácilmente arenadas mediante bombeo.

Los asientos de las construcciones realizadas sobre ellas suelen estar terminados al acabar la construcción.

Limos (entre 0,002 y 0,06 mm)

Partículas invisibles.

En general, algo plásticos.

Los terrenos secos tienen una cohesión apreciable, pero se pueden reducir a polvo con los dedos.

Difícilmente erosionados por el v iento.

Casi imposible de drenar mediante bombeo.

Los asientos suelen continuar después de acabada la construcción.



DIFERENCIA ENTRE LIMOS Y ARCILLAS

Limos (entre 0,002 y 0,06 mm)

No suelen tener propiedades coloidales.

A partir de 0,002 mm, y a medida que aumenta el tamaño de las partículas, se va haciendo cada vez mayor la proporción de minerales no arcillosos.

Tacto áspero.

Se secan con relativa rapidez y no se pegan a los dedos.

Los terrones secos tienen una cohesión apreciable, pero se pueden reducir a polvo con los dedos

Arcillas (< 0,002 mm)

Suelen tener propiedades coloidales.

Consisten en su mayor parte en minerales arcillosos.

Tacto suave.

Se secan lentamente y se pegan a los dedos.

Los terrones secos se pueden partir, pero no reducir a polvo con los dedos.



PROPIEDADES DE TERRENOS REALES

Tipo de terreno	Porosidad n (%)	Indice huecos e	Humedad natural ω (%)	Densidad seca γ_d (T/m^3)	Densidad húmeda γ (T/m^3)
Arena suelta	43	0,76	29	1,51	1,94
Arena densa	32	0,47	17	1,80	2,12
Zahorra	22	0,30	12	2,05	2,28
Arcilla muy blanda	60	1,67	62	1,08	1,34
Arcilla blanda	55	1,55	55	1,22	1,76
Arcilla semi-compacta	45	0,90	35	1,47	1,92
Arcilla compacta	43	0,87	32	1,45	1,89
Arcilla muy compacta	40	0,74	27	1,61	2,01
Arcilla dura	33	0,61	22	1,80	2,13
Loes yesífero	-	0,87	-	1,35	-
Turba	82	14	1.650	0,040	1,04
Hormigón	10-2	-	-	-	-
Margas	34	-	-	-	2,33

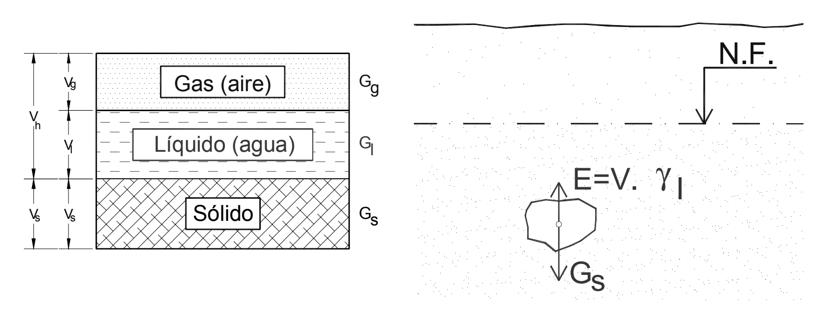


PROPIEDADES DE TERRENOS REALES

Tipo de terreno	**Porosidad** n (%)	**Indice de huecos** e	**Humedad natural** ω (%)	**Densidad seca** γ_d (T/m3)	**Densidad húmeda** γ (T/m3)
Arenas de granulometría cerrada poco compactas	46	0,85	32	1,43	1,89
Arenas de granulometría cerrada compactas	34	0,51	19	1,75	2,09
Arenas de granulometría abierta poco compactas	40	0,67	25	1,59	1,99
Arenas de granulometría abierta compactas	30	0,43	16	1,86	2,16
Arcilla glaciar blanda	55	1,20	45	-	1,77
Arcilla glaciar dura	37	0,60	22	-	2,07
Bentonita blanda	84	5,20	194	-	1,27



PROPIEDADES FÍSICAS DEL SUELO: PESOS ESPECÍFICOS.



-Peso específico de las partículas.- Entre 25 kN/m³ y 28 kN/m³

$$\rho = \frac{G_s}{V_s}$$

-Peso específico del suelo natural.-Entre 15 kN/m³ y 21 kN/m³

$$\gamma_n = \frac{G_s + G_l}{V}$$

-Peso específico del suelo desecado.- Entre 13 kN/m³ y 19 kN/m³

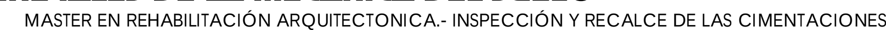
$$\gamma_d = \frac{G_s}{V}$$

-Peso específico del suelo saturado.- Entre 16 kN/m³ y 21 kN/m³

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s + V_h \cdot \gamma_l}{V}$$

-Peso específico del suelo anegado.- Entre 6 kN/m³ y 11 kN/m³

$$\gamma_a = \frac{G_s - V_s \cdot \gamma_l}{V}$$



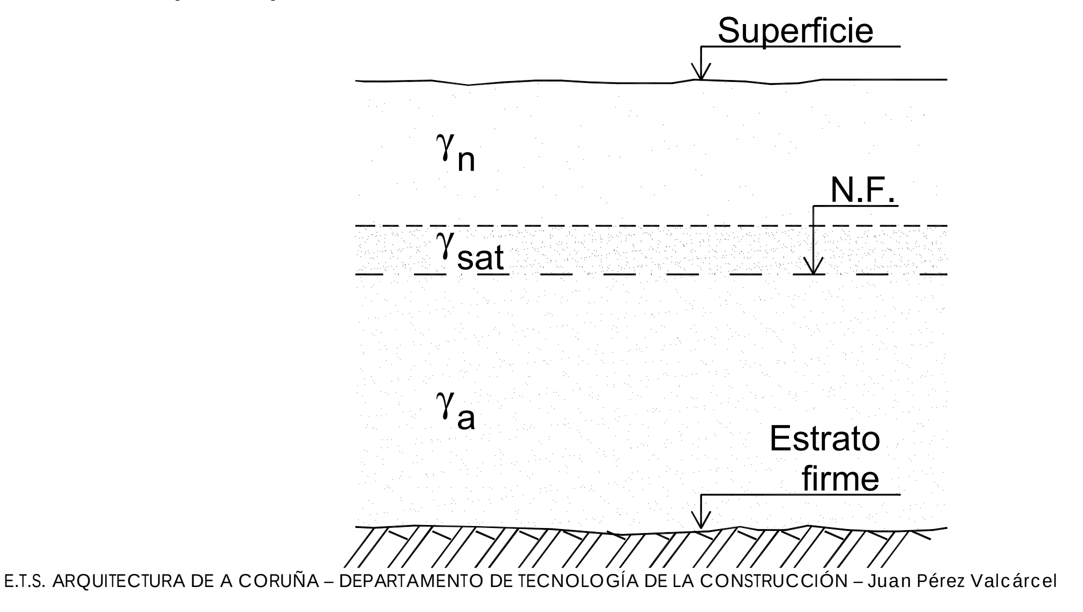

PROPIEDADES FÍSICAS DEL SUELO

En un estrato de terreno se producen estos pesos específicos.

En la parte superior el peso específico del terreno es el de terreno natural .

Bajo el nivel freático es terreno está sumergido en agua, por lo que su peso específico será el anegado.

Zona sobre el nivel freático en la que el agua sube por capilaridad y satura totalmente el terreno. El peso específico es el saturado.





Porosidad e índice de poros.

Definimos la porosidad n como la razón entre el volumen de huecos y el volumen total de la muestra e índice de poros e como la razón entre el volumen de huecos y el volumen de la parte sólida

$$n = \frac{V_h}{V} \qquad e = \frac{V_h}{V_s}$$

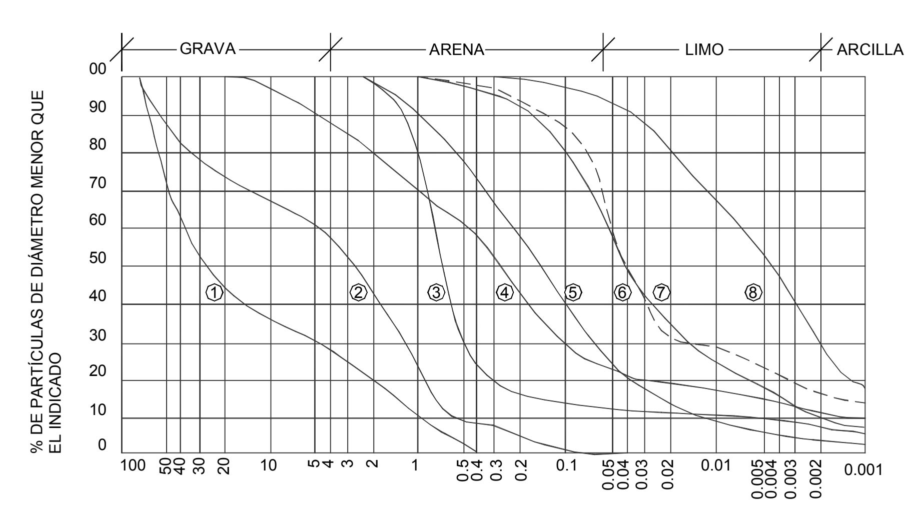
Relaciones entre porosidad e índice de huecos.

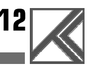
$$n = \frac{V_h}{V} = \frac{V_h}{V_s + V_h} = \frac{V_h / V_s}{1 + V_h / V_s} = \frac{e}{1 + e}$$

$$e = \frac{V_h}{V_s} = \frac{V_h}{V - V_h} = \frac{V_h / V}{1 - V_h / V} = \frac{n}{1 - n}$$

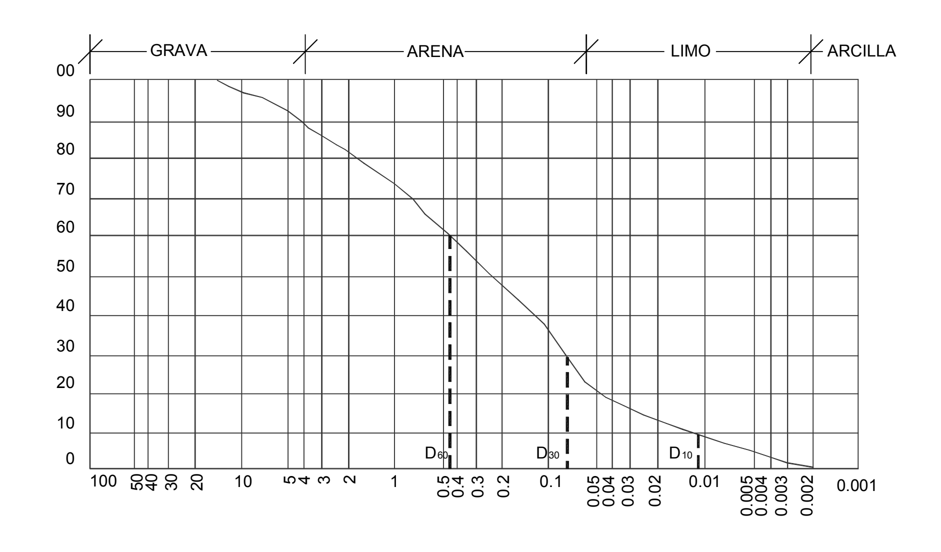


PROPIEDADES FÍSICAS DEL SUELO: GRANULOMETRÍA.





PROPIEDADES FÍSICAS DEL SUELO: GRANULOMETRÍA.



Coeficiente de uniformidad

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Si C_u # 4 (suelo uniforme)

Contenido de finos.- % que pasa por el tamiz 200 de A.S.T.M. (0,075mm)

Mide la dificultad de expulsión de agua bajo esfuerzo.




HUMEDAD DEL SUELO.

$$\text{Contenido de humedad} = \frac{\text{Peso del agua}}{\text{Peso del suelo desecado}} \text{ (en \%)}$$

$$\text{Grado de saturación} = \frac{\text{Volumen de huecos llenos de agua}}{\text{Volumen total de huecos}} \text{ (en \%)}$$

Grado de saturación de las arenas	
Clasificación	Grado de saturación (%)
Seca	0
Ligeramente húmeda	1 - 25
Húmeda	25 - 50
Muy húmeda	50 - 75
Mojada	75 - 99
Totalmente saturada	100




Formulaciones sencillas para los pesos específicos aparentes.

-Peso específico del suelo desecado.

$$\gamma_d = \frac{G_s}{V} = \frac{G_s}{V_s+V_h} = \frac{G_s/V_s}{1+V_h/V_s} = \frac{\rho}{1+e}$$

-Peso específico del suelo saturado.

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s+V_h\cdot\gamma_1}{V_s+V_h} = \frac{G_s/V_s+V_h/V_s}{1+V_h/V_s} = \frac{\rho+e}{1+e} = \gamma_d + \frac{e}{1+e}$$

-Peso específico del suelo sumergido.

$$\gamma_a = \frac{G_s-V_s\cdot\gamma_1}{V_s+V_h} = \frac{G_s/V_s-1}{1+V_h/V_s} = \frac{\rho-1}{1+e} = \gamma_d - \frac{1}{1+e}$$

- Peso específico del suelo natural con un grado de saturación g_s.

$$\gamma_n = \frac{G_s+G_l}{V_s+V_h} = \frac{G_s+g_s\cdot V_h}{V_s+V_h} = \frac{G_s/V_s+g_s\cdot V_h/V_s}{1+V_h/V_s} = \frac{\rho+g_s\cdot e}{1+e}$$




Formulaciones sencillas para los pesos específicos aparentes.

Datos	ρ, γ_n	ρ, γ_d	γ_n, γ_d
ρ	ρ	ρ	$\frac{\gamma_n \cdot g_s}{g_s \,\&\, (\gamma_n \& \gamma_d)}$
γ_n	γ_n	$\gamma_d \,\%\, \frac{g_s \cdot (\rho \& \gamma_d)}{\rho}$	γ_n
γ_d	$\frac{\rho \cdot (\gamma_n \& g_s)}{\rho \& g_s}$	γ_d	γ_d
γ_{sat}	$\frac{\rho \cdot (\gamma_n \& g_s) \,\%\, \rho \& \gamma_s}{\rho \& g_s}$	$\gamma_d \,\%\, 1 \,\&\, \frac{\gamma_d}{\rho}$	$\gamma_d \,\%\, \frac{\gamma_n \& \gamma_d}{g_s}$
e	$\frac{\rho \,\&\, \gamma_n}{\gamma_n \,\&\, g_s}$	$\frac{\rho}{\gamma_d} \,\&\, 1$	$\frac{\gamma_n \,\&\, \gamma_d}{g_s \,\&\, (\gamma_n \,\&\, \gamma_d)}$

Estas formulaciones son inadecuadas para los suelos de limo y arcilla en los que el contenido de humedad altera profundamente el comportamiento de los mismos. En los terrenos coherentes se prefiere hablar de consistencia.



CONSISTENCIA EN SUELOS.- LÍMITES DE ATTERBERG.

CONSISTENCIA

Sólida	9	Semisólida	9	Plástica	9	Líquida
Límite de retracción Ws		Límite plástico Wp		Límite líquido W_L		

LÍMITE RETRACCIÓN → Humedad del suelo saturado con volumen mínimo.

$$W_s = \frac{e}{\rho} = \frac{1}{\gamma_D} - \frac{1}{\rho}$$

LÍMITE PLÁSTICO → Humedad del suelo que permite rodar cilindros de 3mm de diámetro sin que se desmoronen.

LÍMITE LÍQUIDO → Humedad del suelo que hace que se unan los bordes de la muestra tras 25 golpes en la cuchara de Casagrande.

INDICE DE PLASTICIDAD.- $I_p = W_L - W_p$



CONSISTENCIA EN SUELOS.- LÍMITES DE ATTERBERG.

CONSISTENCIA



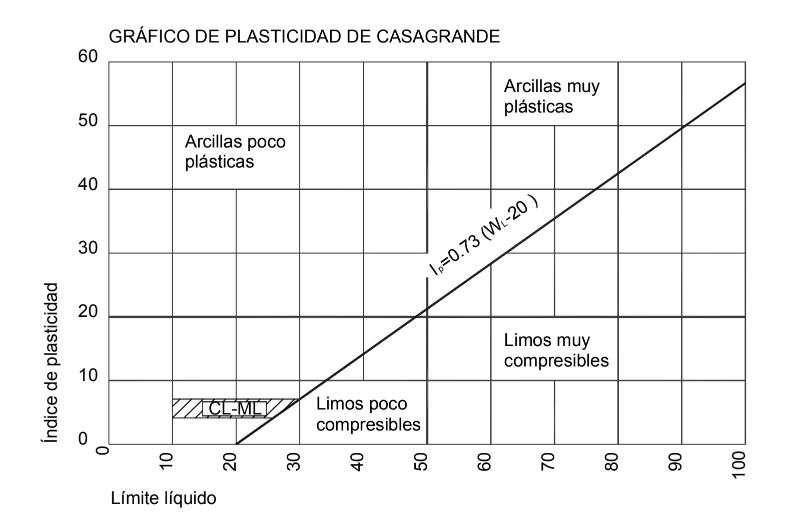


CUCHARA DE CASAGRANDE.





GRÁFICO DE PLASTICIDAD DE CASAGRANDE.



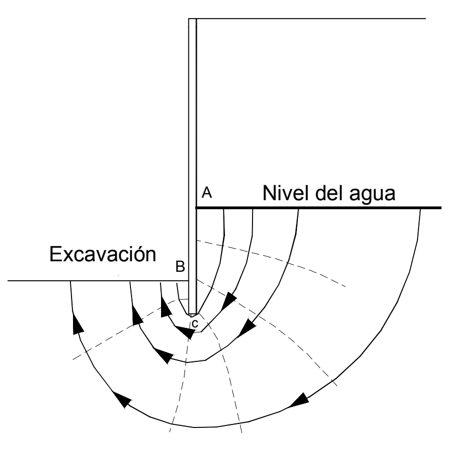
Definición de suelos

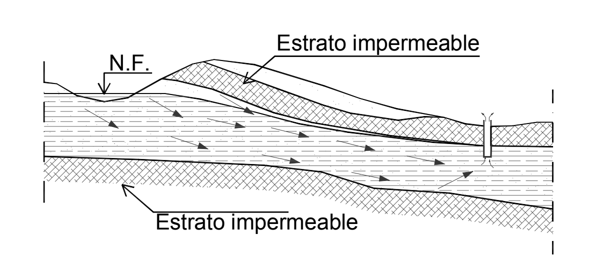
G = grava (Gravel)	**W = bien graduado (Well)**
S = arena (Sand)	**P = mal graduado (Poor)**
M = limo (Moh)	**H = alta plasticidad (High)**
C = arcilla (Clay)	**L = baja plasticidad (Low)**
	O = orgánico (Organic)

Combinando letras se puede definir un suelo. Así GC indica un mezcla de grava y arcilla o CL una arcilla poco plástica.



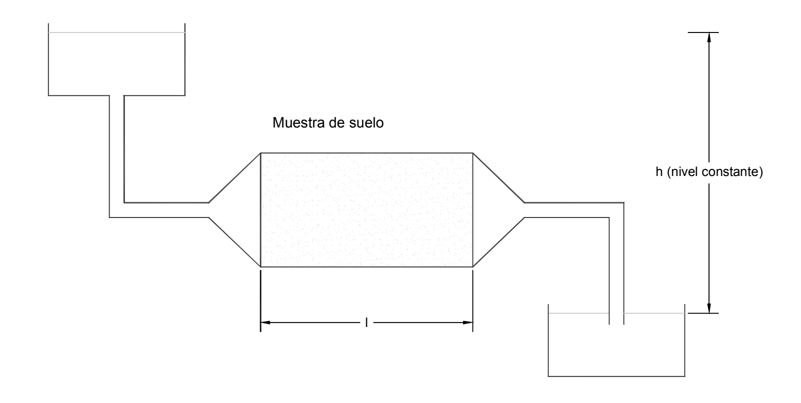
EFECTOS DEL AGUA SOBRE EL TERRENO







PERMEABILIDAD DEL SUELO



Permeabilidad ÿ LEY DE DARCY

c=k·i·A·t

c=caudal
k=permeabilidad (cm/sg)
i=h/l (gradiente hidraulico)
A=sección muestra
t=tiempo



PERMEABILIDAD DEL SUELO

Tabla de permeabilidades (aproximadas)

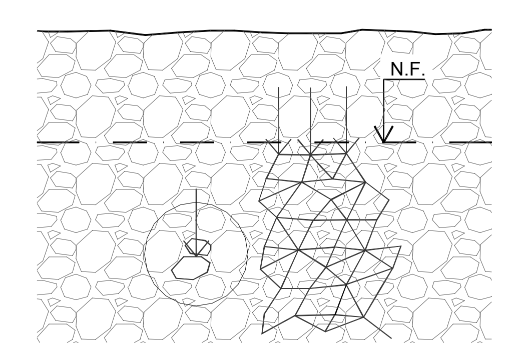
Tipo de suelo	Permeabilidad
Grava	>0.1
Arena	0.1>k>0.001
Arena limosa	$0.001>k>10^{-5}$
Limo	$10^{-5}>k>10^{-7}$
Arcilla	$10^{-7}>k$

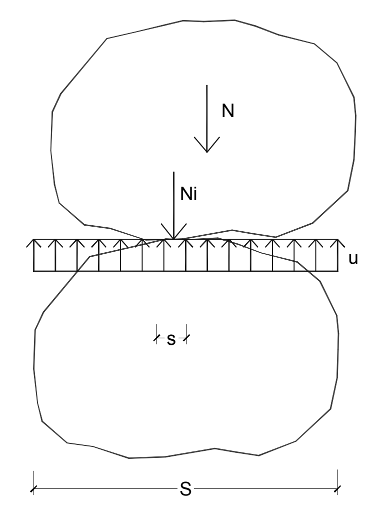
Tabla D.28. Valores orientativos del coeficiente de Permeabilidad (CTE)

Tipo de suelo	**k_z (m/s)**
Grava limpia	$> 10^{-2}$
Arena limpia y mezcla de grava y arena limpia	$10^{-2} – 10^{-5}$
Arena fina, limo, mezclas de arenas, limos y arcillas	$10^{-5} – 10^{-9}$
Arcilla	$< 10^{-9}$



LEY DE TERZAGHI





Por equilibrio de fuerzas

$$N = N_i + u(S - s)$$

$$\frac{N}{S} = \frac{N_i}{S} + u\left(1 - \frac{s}{S}\right)$$

Pero en suelos normales s<<<S

$$\sigma = \sigma' + u \Rightarrow \sigma' = \sigma - u$$

Las resistencias a compresión y a corte de un suelo dependen de F'(tensión efectiva).

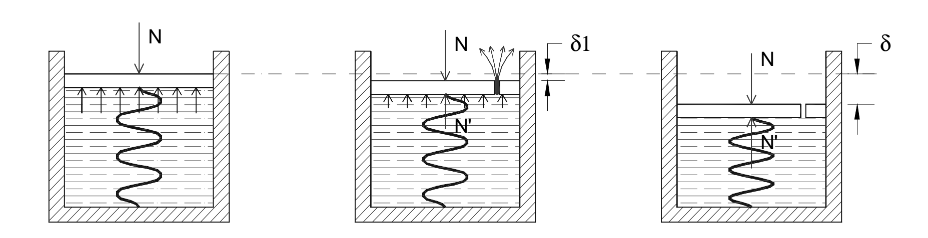
F'**=tensión efectiva**

F**=tensión total**

u=tensión neutra



EL FENÓMENO DE LA CONSOLIDACIÓN



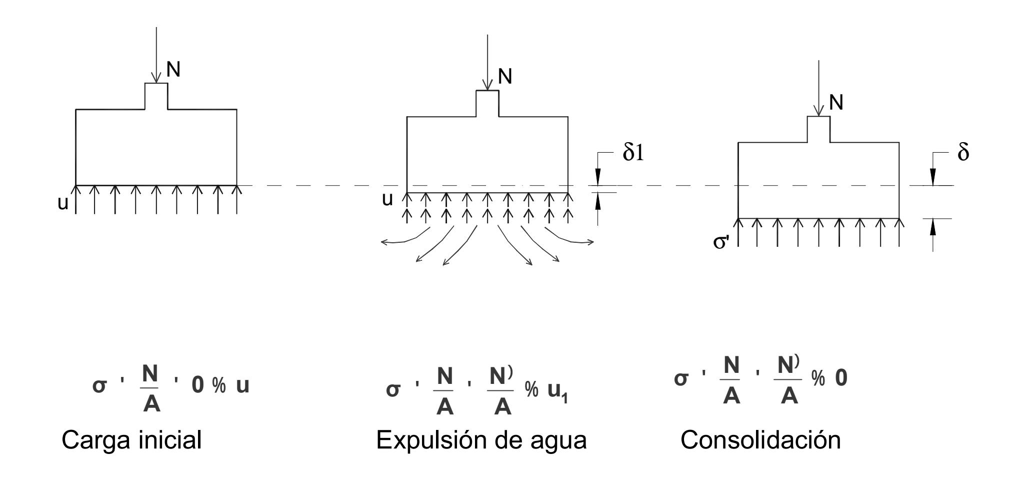
$\sigma = \frac{N}{A} = 0 + u$ — Carga inicial

$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{N'}{A} + u_1$ — Expulsión de agua

$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{N'}{A} + 0$ — Consolidación



EL FENÓMENO DE LA CONSOLIDACIÓN



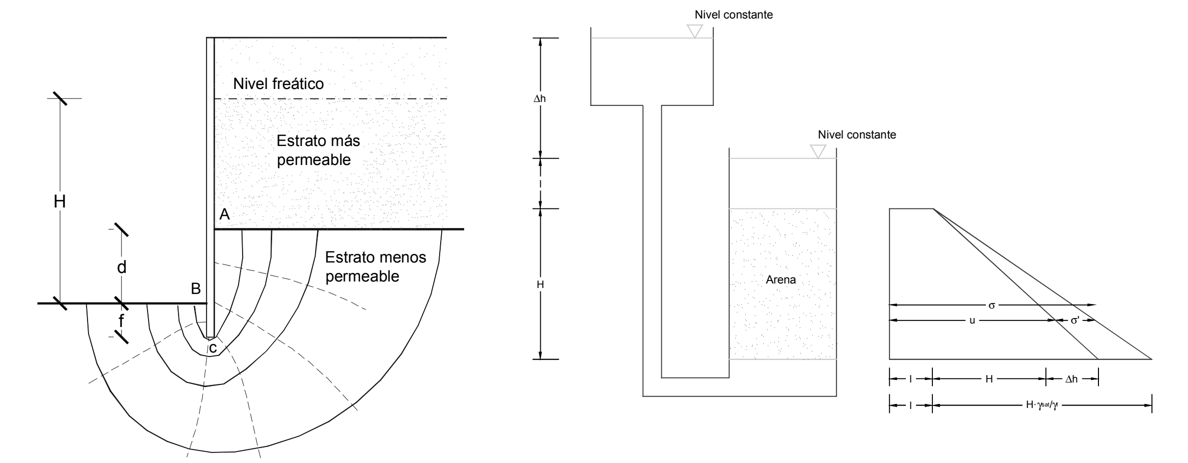


EL FENÓMENO DE LA CONSOLIDACIÓN





EL FENÓMENO DEL SIFONAMIENTO.



Al aumentar la presión de entrada del agua, pueden anularse las tensiones efectivas en toda la masa de terreno ÿ Sifonamiento.

$$l + H + \Delta h = l + \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_L}$$

$$\Delta h = H\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_L} - H$$

El gradiente hidráulico que provoca el sifonamiento se llama gradiente crítico.

$$i_c = \frac{\Delta h}{H} \qquad i_c = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_L} - 1$$



CONSOLIDACIÓN.- ENSAYO EDOMÉTRICO

Esquema de edómetro

PROCESO DE ENSAYO

_Carga inicial pequeña según el tipo de terreno.

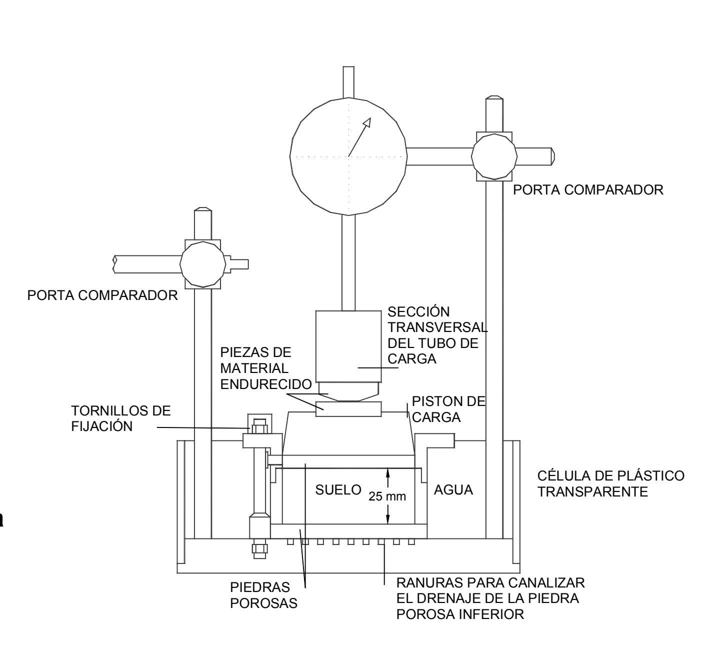
_Se mantiene la carga hasta consolidación (24 horas).

_Se hacen nuevos escalones de carga (duplicando).

_Se descarga por escalones.

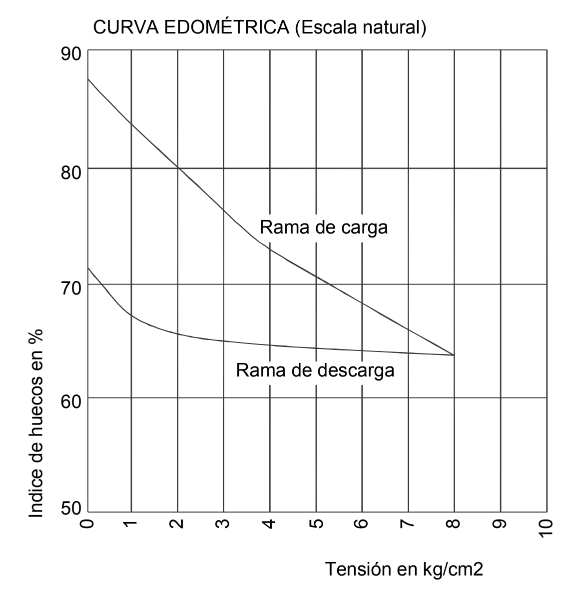
_En cada escalón se mide la altura de la muestra.

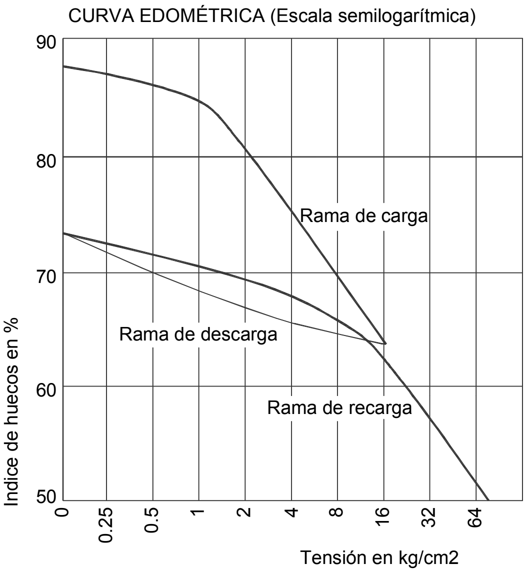
_Se pesa la muestra (P). Se deseca y se vuelve a pesar (Ps).





CURVAS EDOMÉTRICAS





RAMA DE CARGA

$$e - e_1 = C_c \ (\log \sigma' - \log \sigma'_1) \quad \Rightarrow \quad e - e_1 = C_c \cdot \log \frac{\sigma'}{\sigma'_1}$$

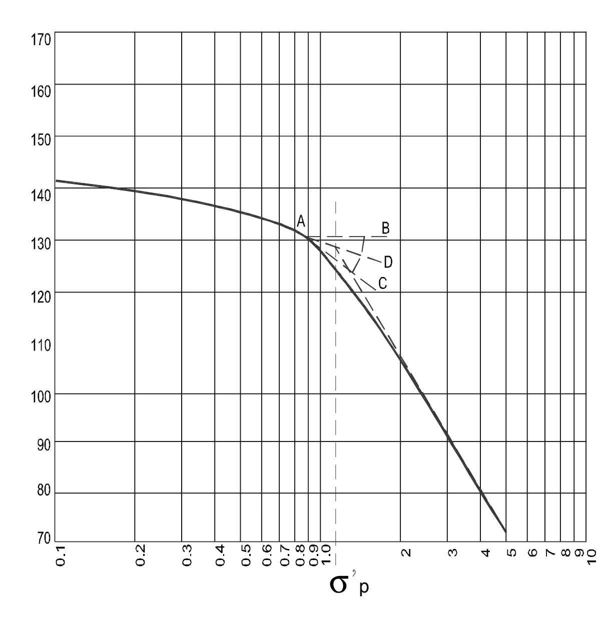
$$e = e_1 + C_c \cdot \log \frac{\sigma'}{\sigma'_1}$$

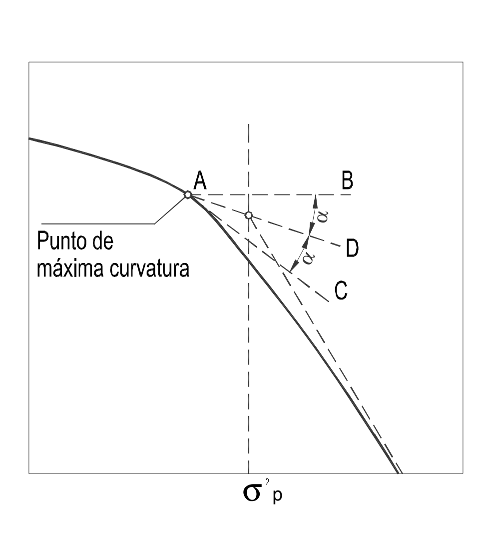
RAMA DE DESCARGA

$$e = e_2 + C_S \cdot \log \frac{\sigma'}{\sigma'_2}$$



CURVAS EDOMÉTRICAS.- PRESIÓN DE PRECONSOLIDACIÓN





RAMA DE CARGA

$$e - e_1 = C_c \ (\log \sigma' - \log \sigma'_1) \quad \Rightarrow \quad e - e_1 = C_c \cdot \log \frac{\sigma'}{\sigma'_1}$$

$$e = e_1 + C_c \cdot \log \frac{\sigma'}{\sigma'_1}$$

RAMA DE DESCARGA

$$e = e_2 + C_S \cdot \log \frac{\sigma'}{\sigma'_2}$$




MÓDULO EDOMÉTRICO.

Módulo edométrico $E_m = \dfrac{\Delta\sigma'}{\varepsilon}$

Módulo edométrico instantáneo $E_m = \dfrac{d\sigma'}{d\varepsilon} = \dfrac{d\sigma'}{de} \cdot (1+e)$

Curva edométrica $e = e_0 + C_c \cdot \log \dfrac{\sigma'}{\sigma_0}$

Derivando $de = C_c \cdot \dfrac{0,434}{\sigma'} \cdot d\sigma' \Rightarrow \dfrac{d\sigma'}{de} = \dfrac{\sigma'}{0,434 \cdot C_c}$

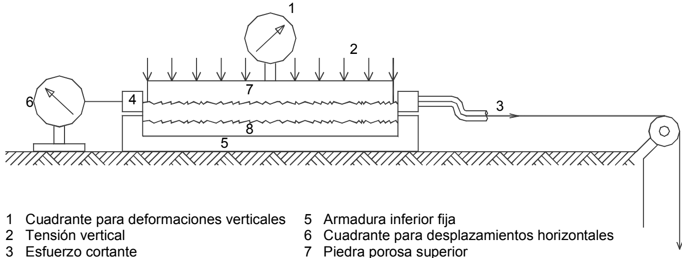
$$E_m = \frac{\sigma' \cdot (1+e)}{0,434 \cdot C_c}$$

RESISTENCIA AL CORTE

Ensayo de corte directo

Tensión normal ÿ **compresión**

Tensión tangencial ÿ **cortante**

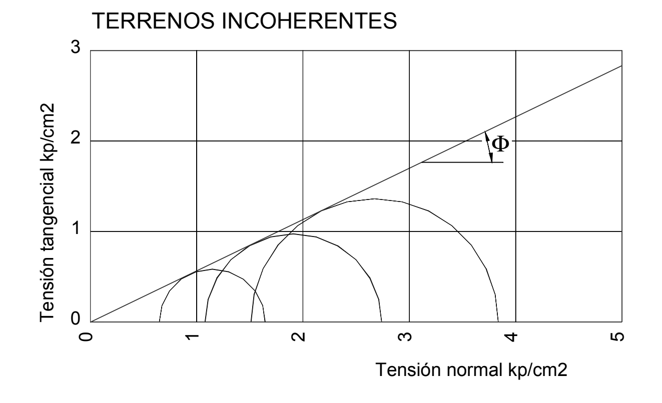


1 Cuadrante para deformaciones verticales
2 Tensión vertical
3 Esfuerzo cortante
4 Armadura superior movil
5 Armadura inferior fija
6 Cuadrante para desplazamientos horizontales
7 Piedra porosa superior
8 Piedra porosa inferior

Micrómetro para deformación vertical
Yugo de carga
Piedra porosa
Rejilla de latón perforada
Distositivo de tracción
Agua que rodea la caja de corte
Dispositivo de tracción
Gato de carga
Esfuerzo cortante medido con un anillo
Cojinetes

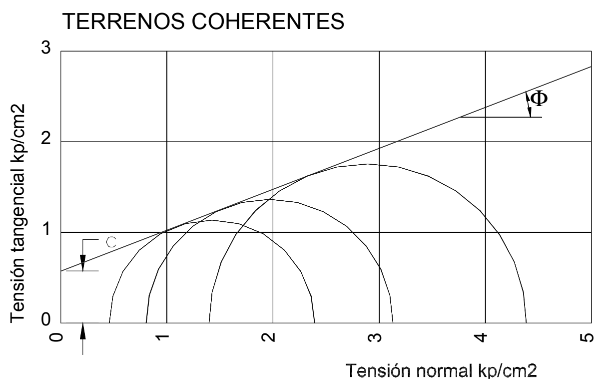


RESULTADOS DEL ENSAYO ÿ RECTAS DE COULOMB



Terrenos incoherentes

J=F·tgN



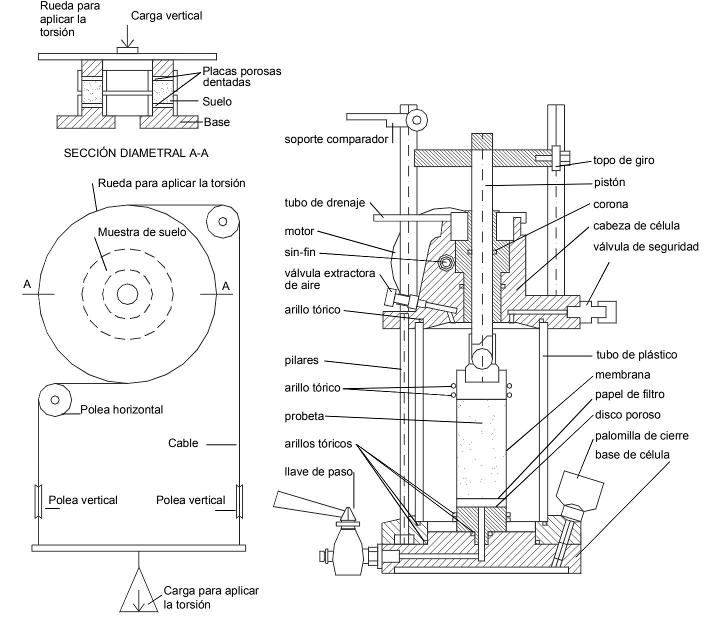
Terrenos coherentes

J=c + F·tgN

c ÿ cohesión



ENSAYOS DE CORTE ANULAR Y TRIAXIAL



ENSAYO DE CORTE ANULAR

Tensión normal ! Compresión

Tensión tangencial ! Torsión

ENSAYO TRIAXIAL

Compresión por presión hidrostática F_2

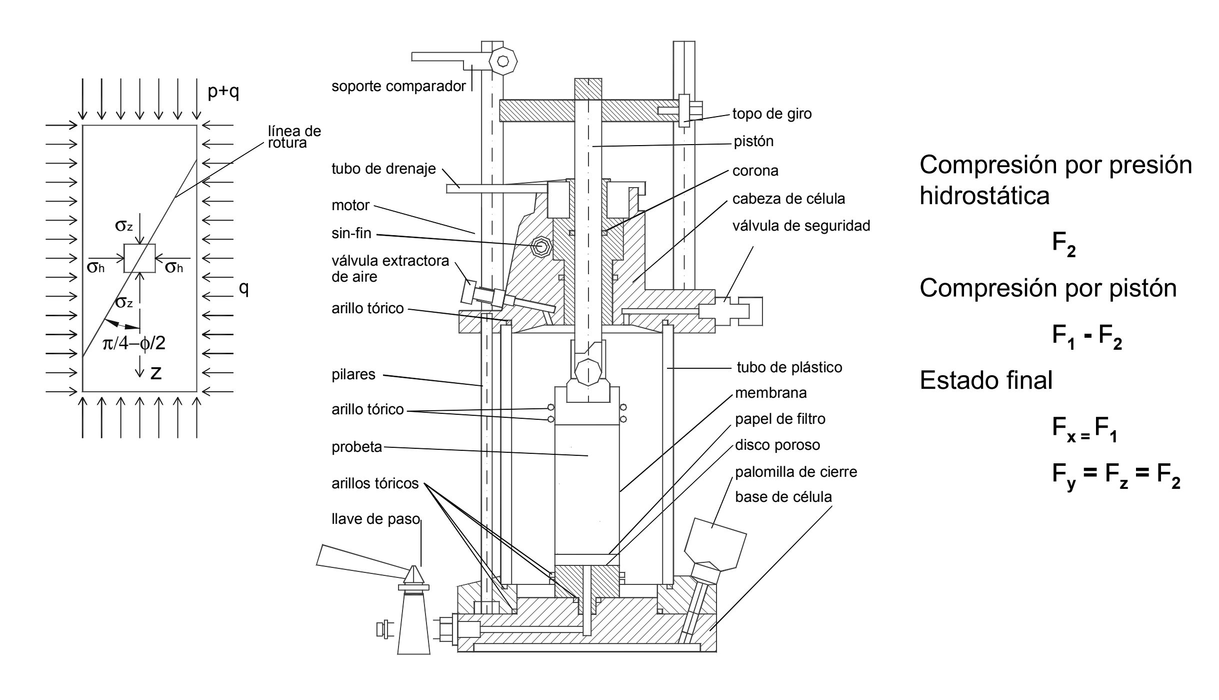
Compresión por pistón $F_1 - F_2$

Estado final $F_x = F_1$

$F_y = F_z = F_2$

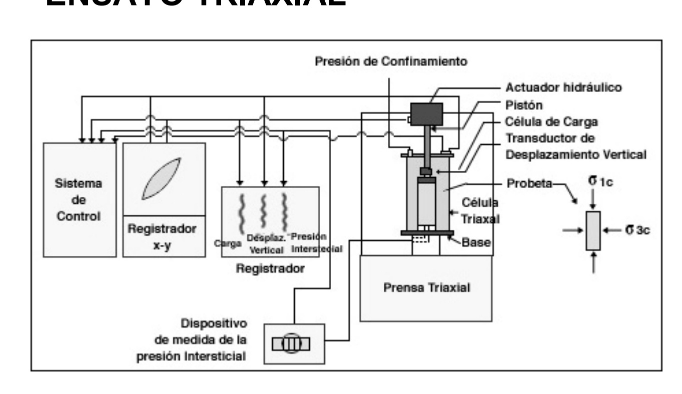


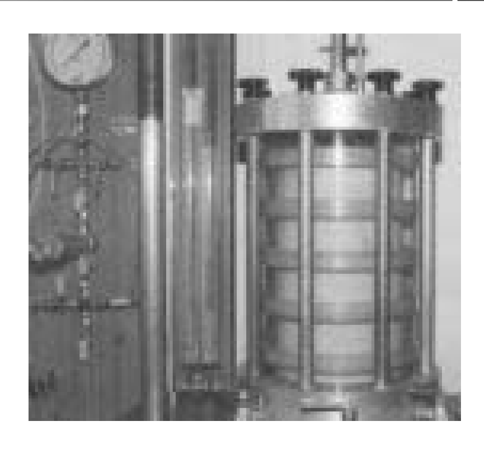
ENSAYO TRIAXIAL

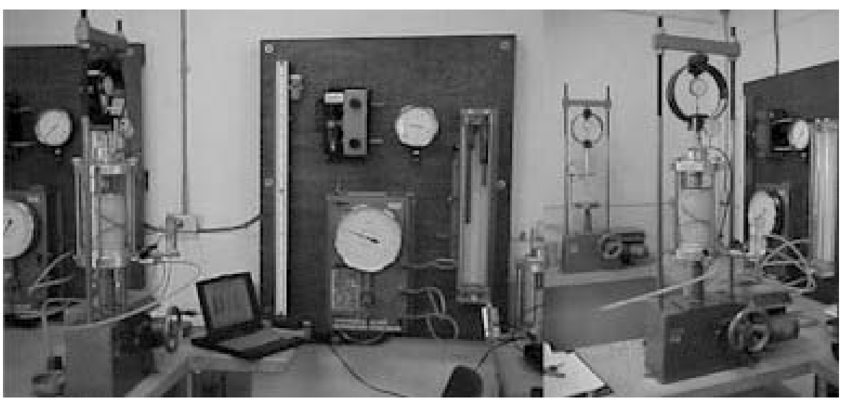




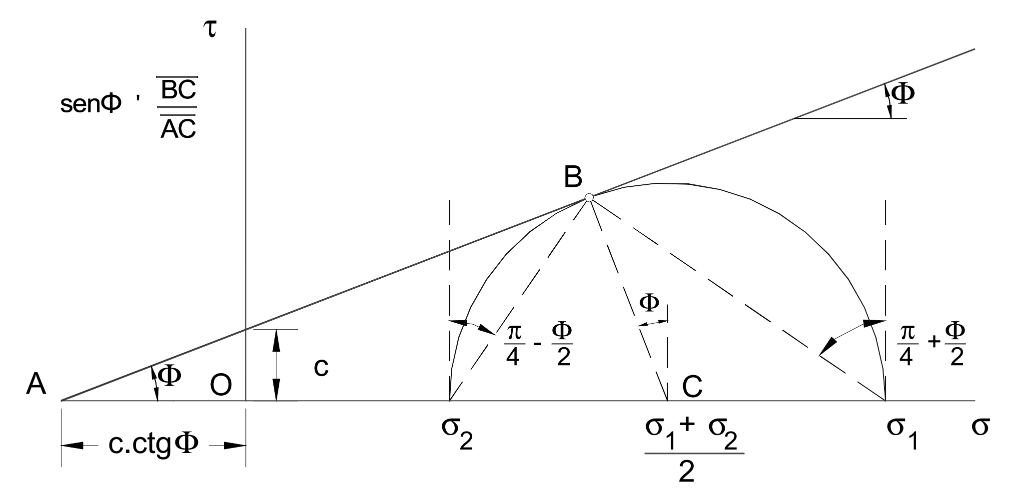
ENSAYO TRIAXIAL







ENSAYO TRIAXIAL



$$\mathrm{sen}\phi = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}}{\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + c \cdot \mathrm{ctg}\phi} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2 + 2c \cdot \mathrm{ctg}\phi}$$

$$\sigma_1 - \sigma_2 = \sigma_1 \mathrm{sen}\phi + \sigma_2 \mathrm{sen}\phi + 2c \cdot \cos\phi$$

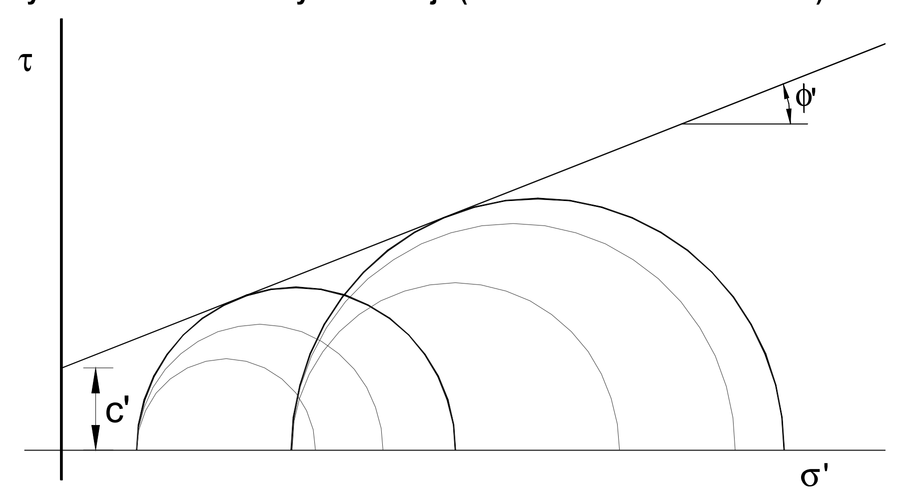
$$\sigma_1(1 - \mathrm{sen}\phi) - \sigma_2(1 + \mathrm{sen}\phi) = 2c \cdot \cos\phi$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 \frac{1 - \mathrm{sen}\phi}{1 + \mathrm{sen}\phi} - \frac{2c \cdot \cos\phi}{1 + \mathrm{sen}\phi} = \sigma_1 \mathrm{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \cdot \mathrm{ctg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\sigma_1 = \sigma_2 \frac{1 + \mathrm{sen}\phi}{1 - \mathrm{sen}\phi} + \frac{2c \cdot \cos\phi}{1 - \mathrm{sen}\phi} = \sigma_2 \mathrm{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \cdot \mathrm{ctg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$



Ensayo con consolidación y sin drenaje (C.U. consolidated undrained)



Es más rápido y por ello más barato que el anterior.

Consiste en aplicar la presión de la célula de carga y una vez consolidada la muestra cerrar la válvula de drenaje y continuar hasta la rotura.

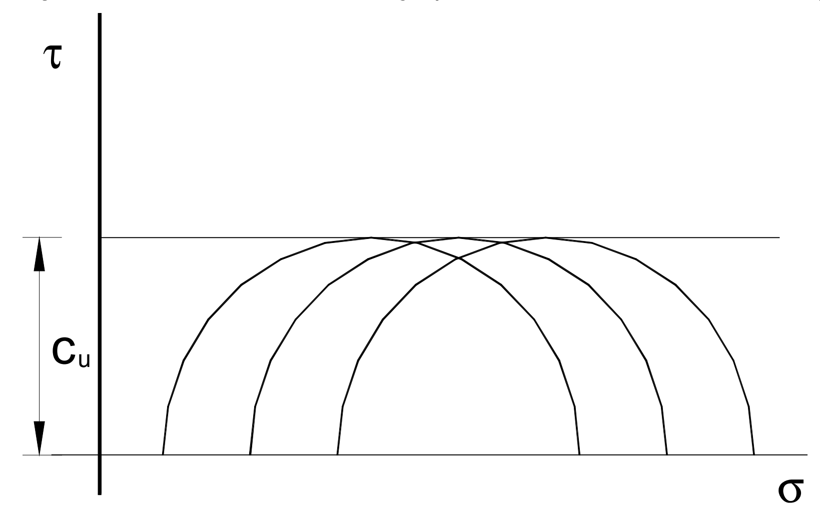
Haciendo varios ensayos (al menos dos) se obtienen varios sistemas de circunferencias de Mohr cuya envolvente será la recta de Coulomb.

Se determina la cohesión y el ángulo de rozamiento internos, distintos a los anteriores.

Este ensayo se realiza para tensiones efectivas.



Ensayo sin consolidación ni drenaje (U.U. unconsolidated undrained)



Se realiza haciendo un ensayo rápido con la válvula de drenaje cerrada desde el principio.

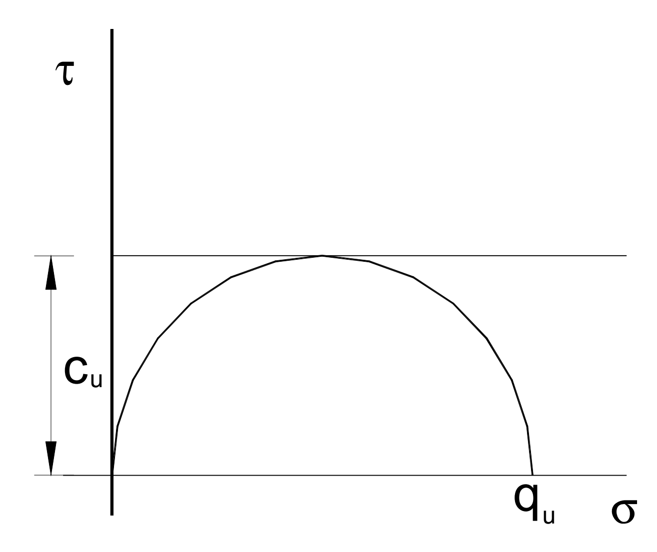
Se aplican varios estados de carga y se obtiene una recta de Coulomb horizontal.

ϕ= 0

La cohesión es la definida como cohesión del suelo sin drenaje c_u.



Ensayo de compresión simple



Se realiza sin dar carga a la célula de presión (q=0) y aplicando carga sólo con el pistón hasta la rotura.

Se obtiene un resistencia a compresión simple q_u $c_u = q_u/2$.





RESULTADOS DEL ENSAYO TRIAXIAL

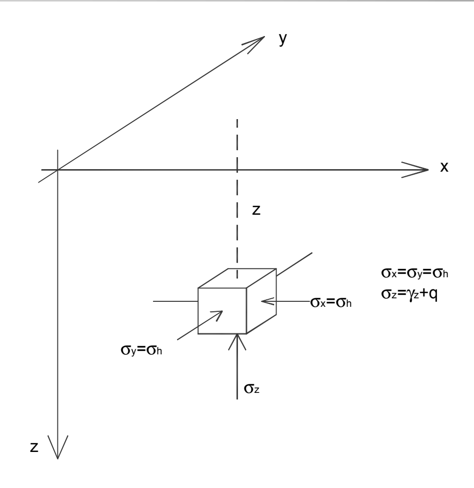
Ensayo de compresión simple

Tipo de terreno	Peso específico	c_u (t/m2)
Arcilla	1,9	5 a 10
Arcilla difícil de amasar, dura	2,1	2,5 a 5
Arcilla fácil de amasar, blanda	1,8	1 a 2,5
Marga arenosa, rígida	2,3	20 a 70
Arcilla arenosa, dureza media	1,8	5 a 10
Arcilla arenosa, blanda	1,7	1 a 2,5
Limo	1,8	1 a 5
Fango orgánico blando, poco arcilloso	1,4	1 a 2,5
Fango blando muy arcilloso con abundante materia orgánica	1,3	1 a 2

Se obtiene un resistencia a compresión simple q_u $c_u = q_u/2$.



EMPUJES DEL TERRENO SOBRE ESTRUCTURAS

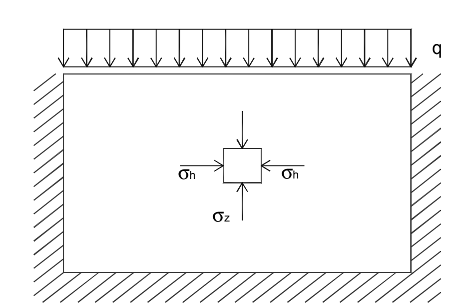


$F_x=F_y=F_h$

$F_z=(_z+q$

La tensión horizontal es desconocida.- Se determina por las condiciones de contorno.

Caso de suelo confinado



$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$$

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\gamma\sigma_y}{E} - \frac{\gamma\sigma_z}{E} = $$

$$= \frac{\sigma_h}{E} - \frac{\gamma\sigma_h}{E} - \frac{\gamma\sigma_z}{E} = 0$$

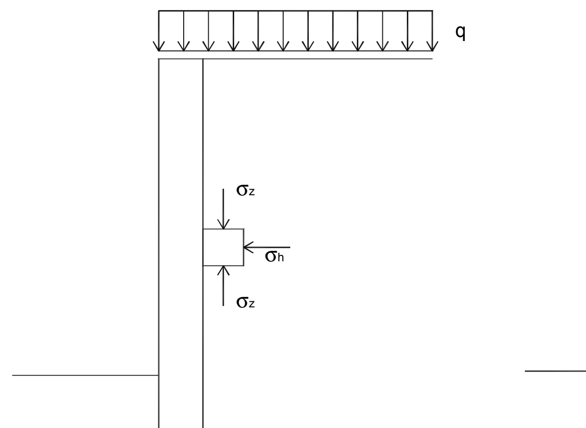
$$\sigma_z = \gamma_z + q$$

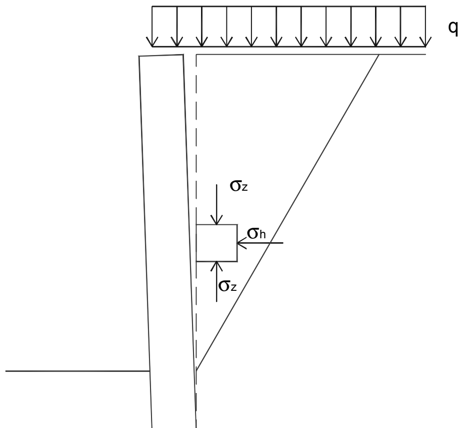
$$\sigma_h = \frac{\gamma}{1-\gamma}\sigma_z$$



EMPUJES DEL TERRENO SOBRE ESTRUCTURAS

Suelo contenido por un muro.





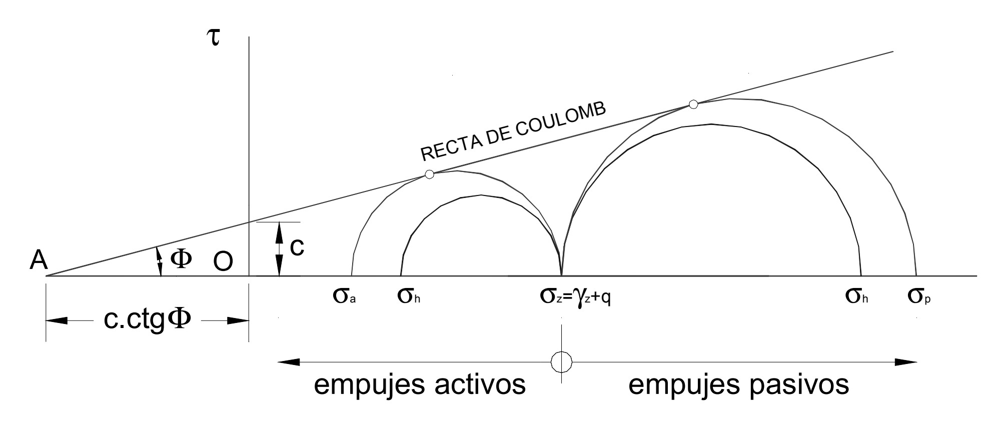
σ_h !	valor inicial desconocido !	Disminuye hasta rotura (Estado activo)
σ_h !	valor inicial desconocido !	Aumenta hasta rotura (Estado pasivo)

Empuje del terreno sobre el muro — Empuje del muro sobre el terreno

Empuje activo. — **Empuje pasivo.**



EMPUJES DE RANKINE.



σ_h ! valor inicial desconocido ! Disminuye hasta rotura

Empuje del terreno sobre el muro — Empuje del muro sobre el terreno

Empuje activo. — Empuje pasivo.

$$\sigma_a = -2c\,tg\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right)+(\gamma z+q)tg^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\phi}{2}\right)$$

$$\sigma_a = -2c\sqrt{K_a}+K_a(\gamma_z+q)$$

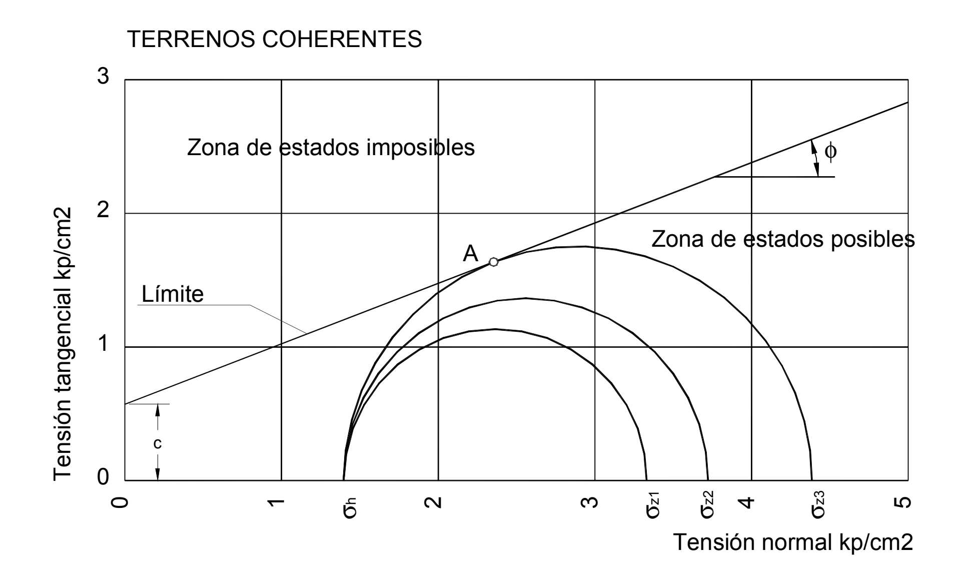
$$\sigma_p = 2c\,tg\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right)+(\gamma z+q)tg^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\phi}{2}\right)$$

$$\sigma_p = 2c\sqrt{K_p}+K_p(\gamma_z+q)$$



ESTADOS DEL TERRENO.





EFECTOS DE LOS EMPUJES DEL TERRENO.



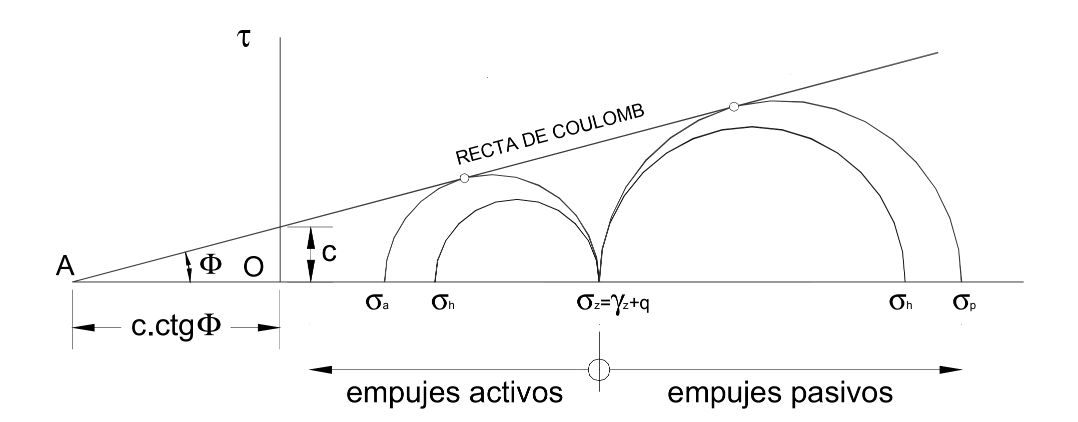




EMPUJES DE RANKINE.

Estado activo - **El terreno empuja contra la estructura**

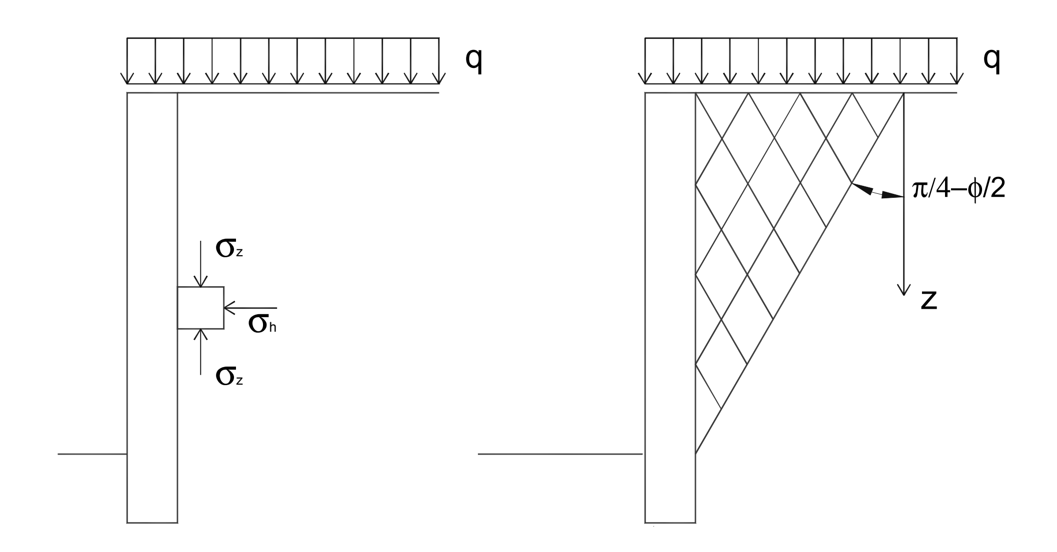
Estado pasivo - **La estructura empuja contra el muro**





EMPUJES DE RANKINE.

Empuje activo



σ_h ! **valor inicial desconocido**

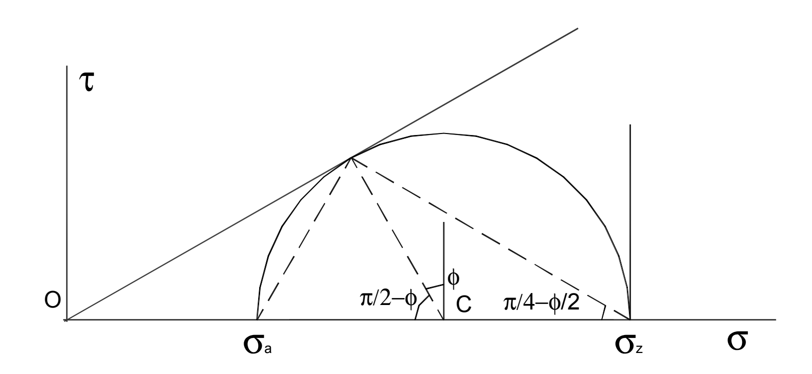
σ_h ! **Disminuye hasta llegar a la rotura del terreno**



EMPUJES DE RANKINE.- EMPUJE ACTIVO

Suelos incoherentes (Suelo natural o relleno)

$$\sigma_a = K_A \cdot (\gamma \cdot z + q) \qquad K_A = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$



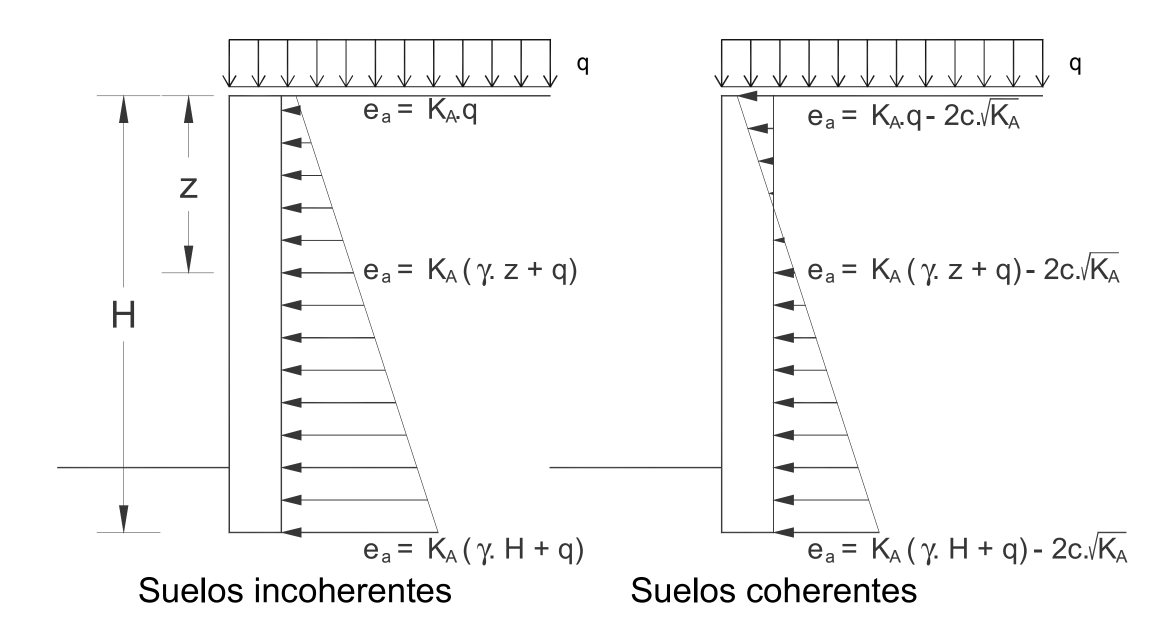
Suelos coherentes (poco preciso)

$$\sigma_a = -2c\sqrt{K_A} + K_A(\gamma \cdot z + q) \qquad K_A = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$



EMPUJES DE RANKINE.

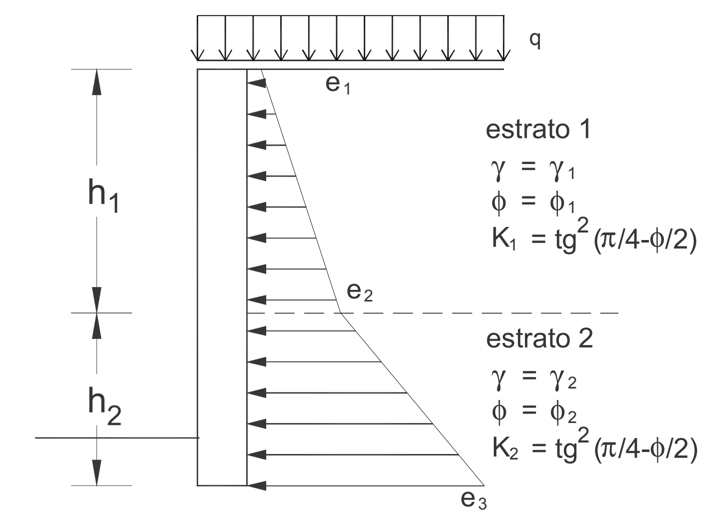
Terreno normal





EMPUJES DE RANKINE.

Terreno estratificado



Suelo estratificado

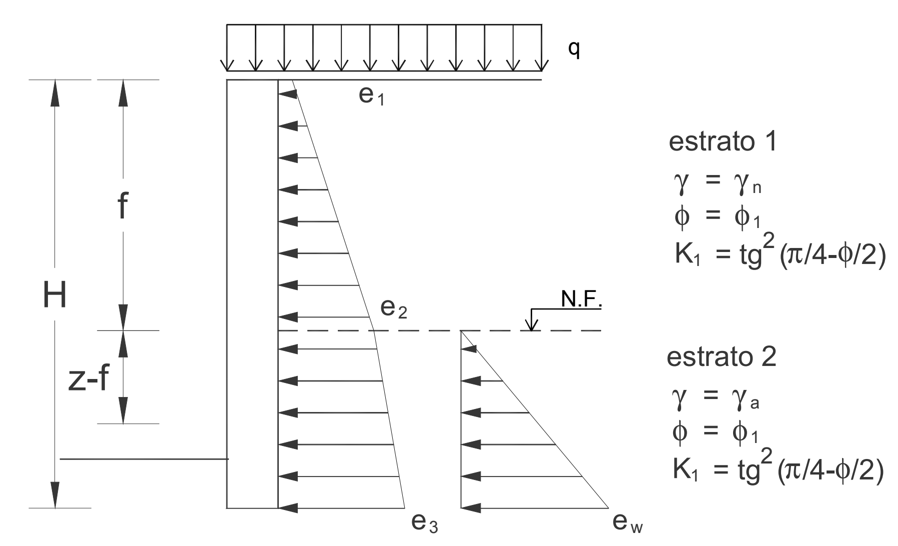
Punto 1 $e_1 = K_1 \cdot q$

Punto 2 $e_2 = K_1 \cdot (\gamma_1 \cdot h_1 + q)$

Punto 3 $e_3 = K_2 \cdot [(\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2) + q]$



Terreno con nivel freático.



Suelo bajo nivel freático

Punto 1 $e_1 = K_1 \cdot q$

Punto 2 $e_2 = K_1 \cdot (\gamma_n \cdot f + q)$

Punto 3 $e_3 = K_2 \cdot [\gamma_n \cdot f + \gamma_a \cdot (H-f) + q]$

Empuje de agua

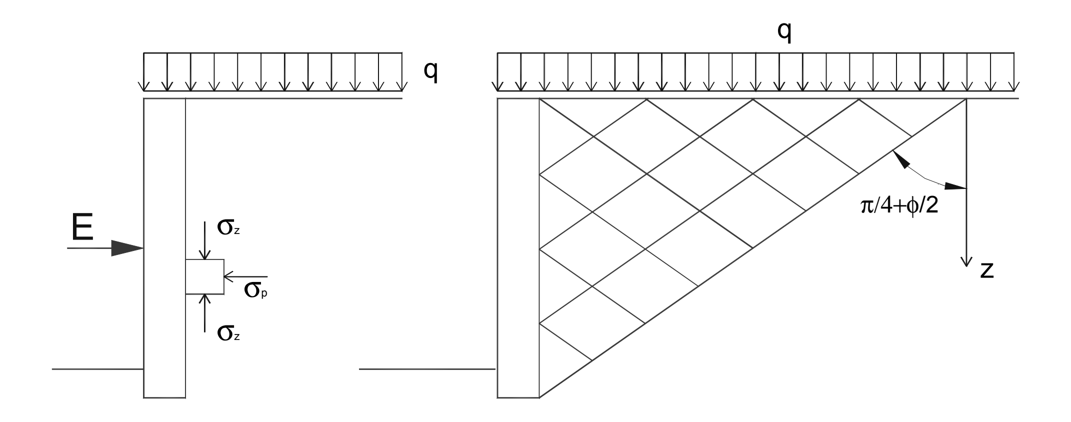
$e_w = \gamma_L \cdot (H-f)$

Empuje total bajo agua $e_a = K_2 \cdot [\gamma_n \cdot f + \gamma_a \cdot (z-f) + q]$



EMPUJES DE RANKINE.

Empuje pasivo



σ_h ! **valor inicial desconocido**

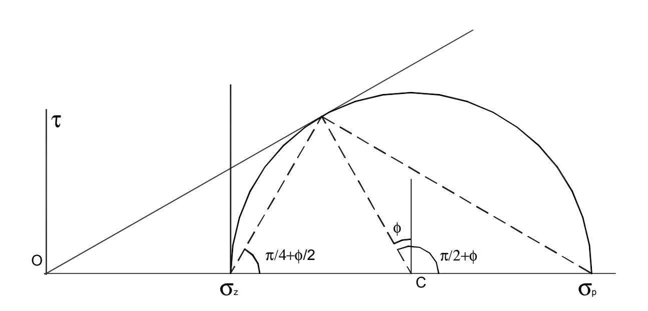
σ_h ! **aumenta hasta llegar a la rotura del terreno**



EMPUJES DE RANKINE.- EMPUJE PASIVO

Suelos incoherentes.

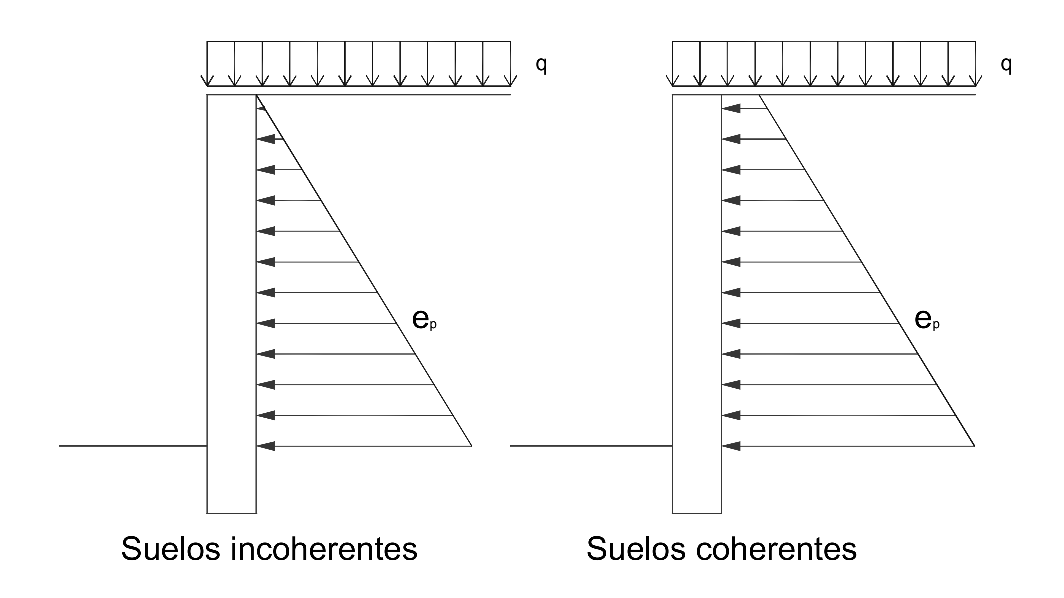
$$\sigma_P = K_P \cdot (\gamma \cdot z + q) \qquad K_P = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$



Suelos coherentes. $\sigma_p = 2c\sqrt{K_p} + K_p(\gamma_z + q) \quad K_p = tg^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$

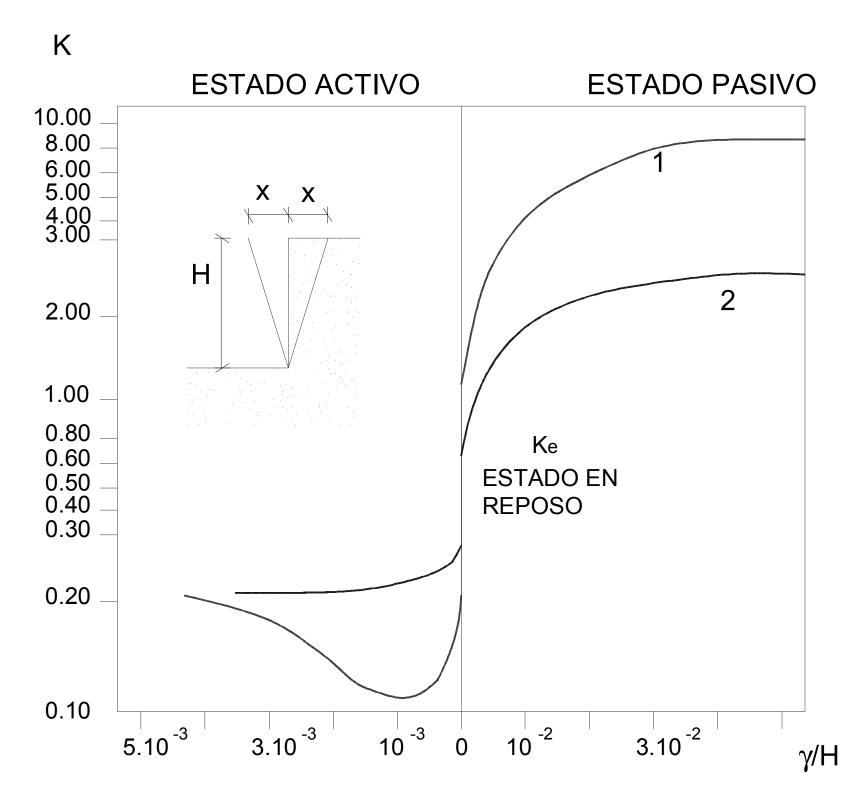


EMPUJES PASIVOS DE RANKINE.



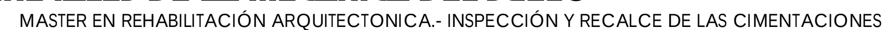


Relación entre empujes del terreno y movimientos necesarios para que se desarrollen



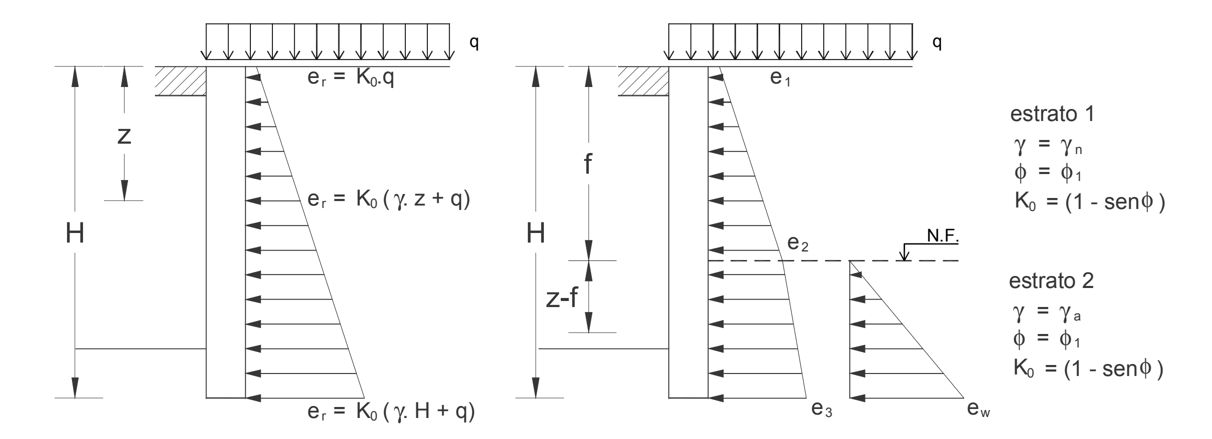
1.- Terreno granular denso.

2.- Terreno granular suelto.





EMPUJE EN REPOSO



$$K_0 = 1 - \text{sen}\,\phi$$

Cuando existe el empuje hidrostático del agua

$e_w = \gamma_l \,.\, (H-f)$

Para un punto cualquiera bajo el nivel freático el empuje será

$$e_a = K_{02} \cdot [\gamma_n \cdot f + \gamma_a \cdot (z-f) + q]$$

Punto 1 $\quad e_1 = K_{01} \cdot q$

Punto 2 $\quad e_2 = K_{01} \cdot (\gamma_n \cdot f + q)$

Punto 3 $\quad e_3 = K_{02} \cdot [\gamma_n \cdot f + \gamma_a \cdot (H-f) + q]$





INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DEL SUELO